

MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y GEOTÉCNICA

TESIS FATIGAMIENTO EN ELEMENTOS PRINCIPALES METALICOS SOMETIDOS A FLEXION EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES

ALUMNO: JUAN ANTONIO ROSAS MORONI PROFESOR: HERNÁN SANTA MARÍA. Fecha de entrega: Septiembre

2019

CONTENIDO

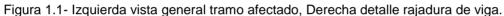
1.	INTRODUCCIÓN	3
	FATIGAMIENTO SEGÚN NORMAS AASHTO ASD Y LRFD Y EVALUACION DE CARGA ESISTENCIA (LRFR).	
	FATIGAMIENTO CÍCLICO	7 10
	ANÁLISIS PUENTE LAJA EN TUCAPEL SEGÚN NORMA AASHTO ASD – AASDHTO RFD Y AASHTO LRFR	
	CARGAS MÓVILES AASHTO	15
	ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES	18
	VERIFICACION RESISTENCIA SEGÚN AASHTO ESTANDAR (ASD). VERIFICACION DEL DISEÑO POR FATIGAMIENTO DE VIGA DEL PUENTE LAJA SEGÚN AASHTO ESTÁNDAR (ASD).	
	VERIFICACION RESISTENCÍA SEGÚN AASHTO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).	
	VERIFICACION DEL DISEÑO POR FATIGAMIENTO DE VIGA DEL PUENTE LAJA SEGÚN AASHTO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	
	FACTORES DE EVALUACION MEDIANTE NORMA AASHTO FACTORES DE EVALUACION DE RESISTENCIA Y CARGA (LRFR)	N
4.	RESUMEN Y CONCLUSIONES	58

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad una de las fallas más comunes en cualquier estructura de puente de superestructura de vigas metálicas en Chile, es la provocada por los efectos del fatigamiento, las que pueden presentarse en diversos lugares, como uniones de soldaduras, pernos conectores losa – viga y otros.

En Chile, la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas ha detectado que en sus puentes aparecen grietas en vigas de acero con losa colaborante, las cuales se atribuyen a problemas de fatigamiento del acero de las vigas, principalmente en la zona en tracción. Ejemplo de ellos son los siguientes puentes:

Puente Laja en Tucapel (02-2017), Estructura bidireccional y en simple vía, con dos vigas metálicas y losa colaborante.





Puente Queulat en Aysén (08-2017), Puente con solo 2 vigas metálicas de 40 metros para soportar una losa de calzada en doble vía.

Figura 1.2- Izquierda, detalle de rajadura en platabanda inferior en viga. Derecha, vista de viga Puente Queulat.



Puente Illalolén en Valparaíso (09-2017), Puente con solo 2 vigas metálicas de 30 metros para soportar una losa de calzada en simple vía.

Figura 1.3- Izquierda rajadura viga, Derecha detalle de rajadura.



Figura 1.4- Vista general rajadura de viga.



Para demostrar esta hipótesis, se desarrollarán los cálculos pertinentes para demostrar la capacidad resistente a flexión y fatigamiento de una de las vigas del Puente Laja. El objetivo de esta tesis es determinar el efecto que tiene el fatigamiento en la durabilidad de los puentes chilenos no redundantes. Para esto se analizará el Puente Laja, que dispone de 2 vigas de acero con losa colaborante en simple vía, bidireccional y con una luz de 36 m. La verificación se realizará por los métodos AASHTO ASD, LRFD y LRFR.

Se decidió utilizar un puente con dos vigas metálicas por ser la estructura crítica que se encuentra reiteradamente en la realidad chilena y por ser no redundante.

2. <u>FATIGAMIENTO SEGÚN NORMAS AASHTO ASD Y LRFD Y EVALUACION DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFR).</u>

FATIGAMIENTO CÍCLICO

En este capítulo se introducirá en el concepto del fatigamiento en componentes de aceros o en particular de vigas metálicas de puentes. Al no disponer de una norma chilena propia para el diseño de estructuras de puentes, el departamento de puentes de la Dirección de Vialidad ha venido utilizando las recomendaciones de la norma AASHTO, tanto Estándar (ASD) como la de Factores de Cargas y Resistencia Última (LRFD) en conjunto con nuevos criterios de diseño estipulados en el Volumen 3 del Manual de Carreteras "Puentes y Obras Afines", que adapta a la legislación chilena las recomendaciones de la norma extranjera.

Se entenderá como fatigamiento, la pérdida de capacidad del acero para resistir solicitaciones cíclicas. La norma AASHTO Estándar especifica que al diseñarse un puente con capacidad determinada por el tren de carga HS20-44, ese puente tendría una durabilidad estimada en un rango de tensiones, dependiendo del número de ciclos esperados para la estructura en análisis y el tipo de detalle de unión.

Un ciclo de fatigamiento se describe como la formación de una grieta debido a una carga elástica cíclica por debajo de los niveles de las tensiones de diseño. El rango de tensión se define como la diferencia entre los valores máximos y mínimos de tensiones. La cantidad de ciclos corresponde a las cargas pesadas y especialmente a aquellas con sobrepeso que solicitan a los puentes.

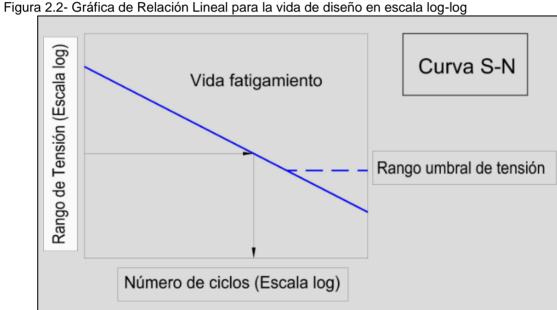
Las condiciones que más afectan al estado de fatigamiento de los miembros metálicos son:

- Número de ciclos de carga.
- Concentración de tensiones.
- Rango de tensiones.
- Baja rigidez del material.
- Bajas temperaturas.

Rango **Fensión** tensión 1 ciclo Tiempo

Figura 2.1- Gráfica del proceso de carga y descarga de tensiones para el consumo de un ciclo.

En la Figura 2.2 se muestra la relación lineal (log-log) entre el rango de tensiones aplicado y el número de ciclos de cargas esperado en la vida útil de una vía.



A continuación se detallan los requerimientos específicos tanto para la norma AASHTO Estándar (ASD) como para la norma de Factores de Carga y Resistencia (LRFD):

ESTÁNDAR (ASD)

Rango de tensiones de fatigamiento permitido

En este subcapítulo se mostrará el procedimiento para la obtención del rango de tensión de fatigamiento mediante el método propuesto por la norma AASHTO Estándar ASD.

Ciclos de carga

El número de ciclos del rango máximo de tensiones se considerará en el diseño el seleccionado desde la Tabla 10.3.2A (Tabla 2.1). Para obtener el número de ciclos de diseño para fatigamiento que se considerará en el cálculo se debe tener como dato de entrada el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) del puente.

Tabla 2.1- Ciclos de Tensiones.

TABLA 10.3.2A Ciclos de Tensiones								
Miembre	Miembros Principales (Longitudinales) Cargados							
Tipo de	Caso	Casa TMDA		Cargas de				
Camino	Casu	Camiones	Camión	Carril				
Autopistas, Carreteras y Calles Mayores	I	2500 o más	2.000.000	500.000				
Autopistas y Calles Menores	II	2500 o menos	500.000	100.000				
Otras Carreteras y Calles No Incluidas en I v II	III		100.000	100.000				

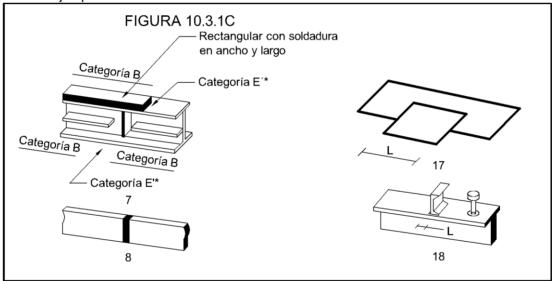
De la tabla 2.2 se puede obtener el detalle en el tipo de unión de la sección que será analizada para el fatigamiento y se muestra como ejemplo el detalle de la categoría de tensión tipo B.

Tabla 2.2- Detalle de las Categorías para Cargas que Inducen Fatigamiento.

	Tabla 10.3.1B							
Condicion General	Situación	Tipo de Tensión	Categoría de Tensión	Ejemplo Ilustrativo				
Perfiles Armados	Metal base y soldadura en planchas armadas conectadas por filetes continuos de soldadura o por soldaduras penetrantes paralelas a la dirección de la aplicación de la tensión.	Tensión o cambios de ciclos de tensiones de compresión a tracción.	В	3,4,5,7				

En la figura 2.3 se muestran ejemplos de detalles de tipos de uniones de vigas de puentes que pueden sufrir concentraciones de tensiones y ser afectados por el fatigamiento.

Figura 2.3- Ejemplos Ilustrativos



Según la sección 10.3 de la norma las cargas repetitivas y consideraciones de dureza de los miembros y conexiones sujetas a variaciones repetidas o inversiones de tensiones, se diseñarán para que la tensión máxima no exceda las tensiones de resistencia básicas indicadas en el artículo 10.32 y que el rango de tensiones de trabajo al fatigamiento no exceda el rango de tensiones de fatigamiento admisible dado en la Tabla 10.3.1A (Tabla 2.3). El rango de tensiones admisible al fatigamiento se obtiene intersectando la categoría de tensión con el número de ciclos proyectados para el tipo de camino en el que se encuentra el puente (TMDA).

Tabla 2.3- Rango de Tensiones Admisibles de Fatigamiento.

TABLA 10.3.1A Rango de Tensiones de Fatigamiento Admisibles									
Patrón de Cargas de Estructuras Redundantes					n de Cargas de Estructuras Redundantes Patrón de Cargas de Estructuras No Redundantes				
Rango de Tensiones Admisibles,Fsr (ksi)					Rango de Tensiones Admisibles,Fsr (ksi)				(ksi)
Categoría	Para 100.000 Ciclos	Para 500.000 Ciclos	Para 2.000.000 Ciclos	Para más de 2.000.000 Ciclos	Categoría	Para 100.000 Ciclos	Para 500.000 Ciclos	Para 2.000.000 Ciclos	Para más de 2.000.000 Ciclos
Α	63	37	24	24	Α	50	29	24	24
В	49	29	18	16	В	39	23	16	16
B'	39	23	14,5	12	B'	31	18	11	11
С	35,5	21	13	10	С	28	16	10	9
D	28	16	10	7	D	22	13	8	5
E	22	13	8	4,5	Ε	17	10	6	2,3
E'	16	9,2	5,8	2,6	E'	12	7	4	1,3
F	15	12	9	8	F	12	9	7	6

FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).

En este subcapítulo se expondrá el procedimiento para la obtención del rango de tensión de fatigamiento mediante el método propuesto por la norma AASHTO de Factores de Carga y Resistencia LRFD.

Para conocer la capacidad resistente del perfil según AASHTO LRFD al estado límite de fatigamiento se tiene lo siguiente:

Para la combinación de carga de Fatigamiento I y vida Infinita:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$$

Para la combinación de carga de Fatigamiento II y vida finita:

$$(\Delta F)_n = (\frac{A}{N})^{\frac{1}{8}}$$

De estas ecuaciones se obtiene un valor mínimo (ΔF)TH como capacidad resistente del perfil, expresado como rango máximo de tensión, como también un valor dependiente de la constante A y N que se detallan a continuación.

El método LRFD genera una categoría para el diseño a fatigamiento de forma similar a AASHTO ESTANDAR. Para ello se utilizará la misma categoría seleccionada por el método AASHTO ESTANDAR (Categoría B) según indica la Tabla 2.2 de este documento "Categorías para diseño a fatigamiento inducida por las cargas".

Para la categoría B, se obtiene la constante A de la Tabla 6.6.1.2.5-1 "Constante A según la categoría para diseño a fatigamiento" (Tabla 2.4) y el número de ciclos por pasada de camión, dependiendo del largo del miembro longitudinal, el tipo de viga y su apoyo (Tabla 2.5).

Tabla 2.4- Constante A según la categoría para diseño a fatigamiento.

Tabla 6.6.1.2.5-1- Constante de Categoría de Detalle, A				
Categoría Detalle	Constante, A *10^8 (ksi^3)			
A	250			
В	120			
B'	61			
С	44			
C'	44			
D	22			
E	11			
E'	3,9			

Tabla 2.5- Ciclos por Pasada de Camión, n.

Tabla 6.6.1.2.5-2- Ciclos por Pasada de Camión, n					
Miembros	Longitud Tramo				
Longitudinales	≥12 metros.	≤12 metros.			
Tramo Viga					
simplemente	1	2			
apoyada					
Vigas					
Continuas					
1) viga interior	1,5	2			
2) otra	1	2			

Para la categoría B, también se establece el rango de tensiones admisibles al fatigamiento, por las siguientes tablas:

Tabla 2.6- Categorías de Detalle de Cargas que Inducen Fatigamiento.

	Tabla 6.6.1.2.3-1- Categoría de Detalles de Cargas Inducen Fatigamiento						
be sai pción	Categoría	Constante A (ksi^3)	Rango (AF)TH ksi	Punto Potencial ini dal de grieta	Ejempio ilustrativo		
Metal base con placa de refuerzo con soldad ura en largos parciales	В	120*10^8	16	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura			

Tabla 2.7- Rango de Tensión de Fatigamiento Admisible.

Tabla 6.6.1.2.5-3- Rango de Tensión de Fatigamiento Admisible			
Categoría Detalle	Rango (ksi)		
А	24		
В	16		
В'	12		
С	10		
C'	12		
D	7		
E	4,5		
E'	2,6		

EVALUACIÓN DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFR).

En este subcapítulo se expondrá el procedimiento para la obtención de los factores de evaluación a la resistencia y al fatigamiento mediante el método propuesto por la norma AASHTO de Evaluación de Carga y Resistencia LRFR.

Las normas LRFD y LRFR están basadas en los mismos principios:

- Estados limites últimos: son posibles las deformaciones no lineales.
- Los factores de resistencia y carga cuentan con incertidumbres en la estimación de las resistencias y las cargas.
- Niveles de confiabilidad estructural uniforme.
- Está basado en un proceso de calibración de confiabilidad de probabilidad estructural.
- El usuario de las ecuaciones calibradas no necesita usar probabilística.

La versión de la norma AASHTO LRFR, entrega índices de evaluación para las estructuras de puentes. Esta junto a AASHTO MBE está reconocida en Estados Unidos de América como la norma nacional para inspección de puentes y evaluación de cargas.

La ecuación general de Evaluación de Cargas es:

Factor de Evaluación:

$$R.F = \frac{\emptyset * R_n - \gamma_D * D_n}{\gamma_L * L_n}$$

Ø = Factor de resistencia-miembros, sistema, inspección.

Rn = Resistencia nominal componente.

∨D = Factor carga muerta.

Dn = Efecto carga muera nominal.

∨L = Factor carga viva.

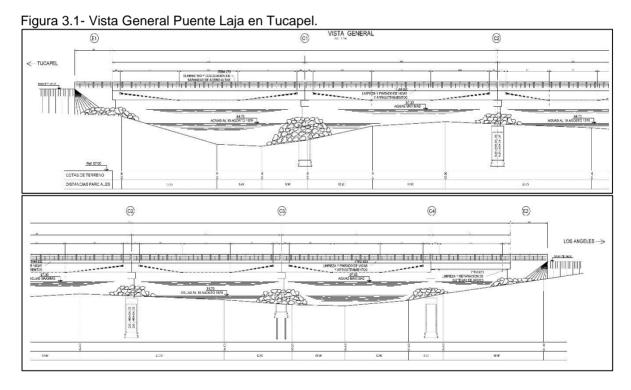
Ln = Efecto carga viva nominal.

3. ANÁLISIS PUENTE LAJA EN TUCAPEL SEGÚN NORMA AASHTO ASD – AASDHTO LRFD Y AASHTO LRFR

En este capítulo se obtendrán las solicitaciones provocadas por cargas permanentes y luego se calcularán las propiedades geométricas y de resistencia del perfil y de la sección compuesta.

El Puente Laja se encuentra ubicado sobre el camino Los Ángeles - Tucapel con un largo total de 143 metros conformado por 5 tramos de distintos largos. Su superestructura está conformada por 2 vigas metálicas con una luz mayor de 36 metros simplemente apoyadas y una losa colaborante con un ancho de calzada de 8 metros y pasillos peatonales de 1,2 metros a cada lado. Se analizará este tramo por ser el más desfavorable y por ser el sector donde se produjo la falla, que sería entre C1 y C2 según figura 3.1.

En las figura 3.1 se muestra una la vista general del puente.



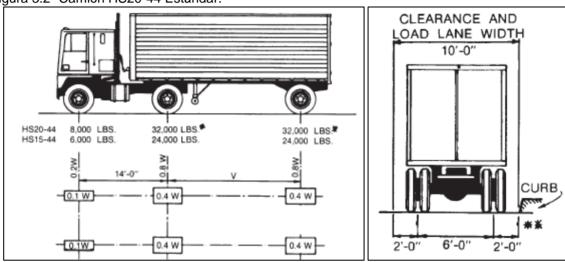
CARGAS MÓVILES AASHTO

A continuación se resumirán las cargas móviles y coeficiente de distribución que se utilizaran en la verificación de la capacidad de resistencia y fatigamiento para las normas AASHTO ASD y LRFD.

AASHTO ESTÁNDAR:

Para un largo de viga de 36 metros domina la carga móvil provocada por el Camión HS20-44 por sobre la carga de faja.

Figura 3.2- Camión HS20-44 Estándar.



AASHTO LRFD (HL-93)

La carga vehicular HL-93 consiste en una carga móvil de camión (HS20-44) o una carga de tándem de diseño combinada o con una carga de carril, según corresponda para el caso más desfavorable.

Figura 3.3- Camión de Diseño HL-93.

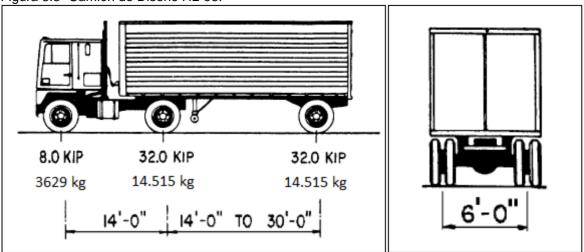


Figura 3.4- Tandem de Diseño.

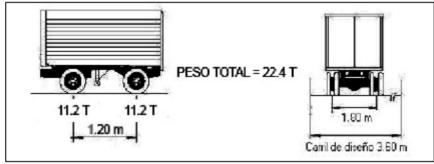


Figura 3.5- Carga de Carril.



COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN

Para el coeficiente de distribución para vigas exteriores, se debe utilizar la regla de la palanca, el que se muestra a continuación:

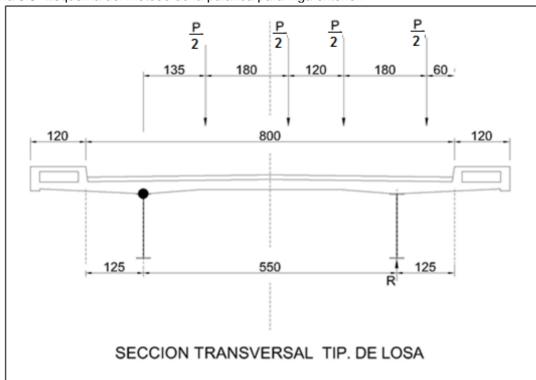


Figura 3.5- Esquema del método de la palanca para viga exterior.

Utilizando la regla de la palanca y momentando sobre una de las vigas obtenemos:

$$(135 + 315 + 435 + 615) * (P * 0,5) = 550 * R$$

$$R = \frac{1500}{550 * 2} * P$$

$$R = 1,365 * P$$

Con lo cual obtenemos un coeficiente de distribución (Cd) para viga exterior de:

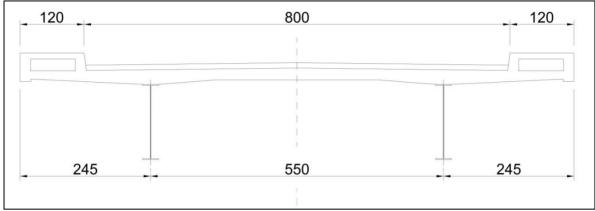
Cd=1,363

ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES

A continuación se detallarán las cargas permanentes que solicitarán a la estructura durante su vida útil:

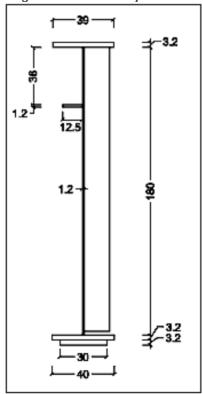
En la figura 3.6 se muestra la sección transversal del puente Laja.

Figura 3.6- Vista Transversal Puente Laja en Tucapel.



Se utilizará el perfil de la sección central de la viga, ya que es en este sector donde se rajó la viga al momento de la falla. La figura 3.7 muestra la sección de la viga metálica usada para calcular el peso de ella.

Figura 3.7- Corte central de viga longitudinal Puente Laja.



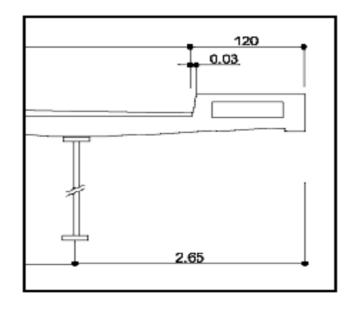
Para mayor facilidad en los cálculos, se obtendrán las solicitaciones provocadas por cargas permanentes y luego se calcularán las propiedades geométricas y de resistencia del perfil en su sección central.

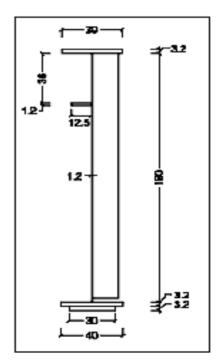
A continuación se muestran los datos de entrada para obtener las propiedades geométricas y mecánicas del perfil, losa y sección colaborante. En la figuras se ve a la izquierda un detalle de la zona de pasillos del puente y a la derecha el corte de la sección transversal del perfil del puente en el tramo afectado.

ANALISIS CARGAS PERMANENTES

Dato	Valor
fc concreto	175 kg/cm2
fy acero	3.400 kg/cm2
fracero	5.200 kg/cm2
Módulo Eacero	2.100.000 kg/cm2
Módulo E concreto	199.800 kg/cm2
Razón modula r "n"	10
Densidad a cero	7.85 ton/m2
Densidad concreto	2.5 ton/m2
Densidad pavimento	2.25 ton/m2

CARGAS PERMANENTES Y MOMENTOS SOLICITANTES





Los datos de entrada con las propiedades mecánicas de resistencia los elementos y características de la superestructura se muestran a continuación:

Lt := 36m	Largo tramo
fc := $175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistecia probeta cúbica 28 días (clase E)
$\gamma c := 2.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$	Densidad concreto armado
$\gamma a := 7.85 \frac{tonf}{m^3}$	Densidad acero
$\gamma p := 2.25 \frac{tonf}{m^3}$	Densidad pavimento
el_p := 0.25m	Grosor losa promedio
Bs := 39cm	Ancho patin superior
es := 3.2cm	Grosor patin superior
Bw := 180cm	Ancho alma
ew := 1.2cm	Grosor alma
Bi := 40cm	Ancho patin inferior
ei := 3.2cm	grosor patin inferior
Bii := 30cm	Ancho platabanda inferior
eii := 3.2cm	Grosor platabanda inferior
ep := 0.05m	Grosor pavimento
ac := 4m	Ancho calzada
v := 2.45m	Volado pasillo
S := 5.5m	Separación entre v igas
n := 10	Razón modular "n"

A continuación se expondrán las propiedades resistentes de la sección central del perfil del Puente de Laja, subdividiéndose en 3 etapas que experimenta el perfil. Estas etapas son: perfil no compuesto, perfil compuesto a corto plazo y perfil compuesto a largo plazo.

Etapa de montaje:

Montaje

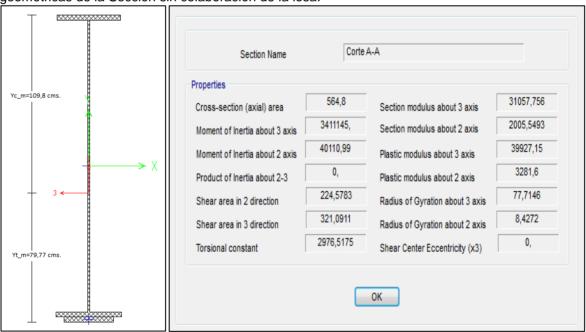
Ancho efectivo

$$Ae := min \left(6el_p + 6el_p, 6el_p + v, \frac{S}{2} + 6 \cdot el_p, \frac{S}{2} + v, \frac{S}{2} + \frac{S}{2} \right) = 3m$$

$$Yt_m := \frac{Bii \cdot eii^2 \cdot 0.5 + Bi \cdot ei \cdot (eii + ei \cdot 0.5) + Bw \cdot ew \cdot (eii + ei + Bw \cdot 0.5) + Bs \cdot es \cdot (eii + ei + Bw + es \cdot 0.5)}{Bii \cdot eii + Bi \cdot ei + Bw \cdot ew + Bs \cdot es}$$

$$Yt_m = 79.768 \cdot cm$$
 $Yc_m := eii + ei + Bw + es - Yt_m = 1.098 m$

Figura 3.8- Izquierda Detalle Perfil Viga Sola con su centro de gravedad y derecha Propiedades geométricas de la Sección sin colaboración de la losa.



Etapa de instalaciones:

Ins tala ciones

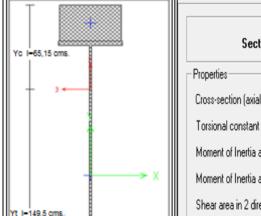
$$Ae_i := \frac{Ae}{n} = 0.3 \text{ m}$$

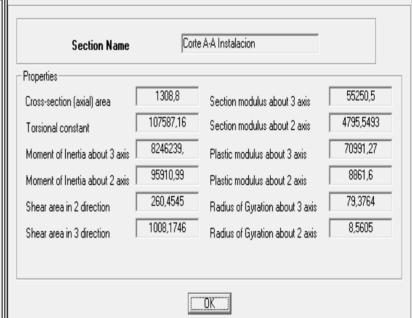
$$Yt_i := \frac{Bii \cdot eii^2 \cdot 0.5 + Bi \cdot ei \cdot \left(eii + ei \cdot 0.5\right) + Bw \cdot ew \cdot \left(eii + ei + Bw \cdot 0.5\right)}{Bii \cdot eii + Bi \cdot ei + Bw \cdot ew + Bs \cdot es + el_p \cdot Ae_i}$$

$$Yt_i := Yt_i + \frac{\left[Bs\cdot es\cdot \left(eii + ei + Bw + es\cdot 0.5\right) + el_p\cdot Ae_i \left(eii + ei + Bw + es + el_p\cdot 0.5\right)\right]}{Bii\cdot eii + Bi\cdot ei + Bw\cdot ew + Bs\cdot es + el_p\cdot Ae_i} = 1.495 \, m$$

$$Yt_i = 1.495m$$
 $Yc_i := eii + ei + Bw + es - Yt_i + el_p = 0.651m$

Figura 3.9- Detalle Perfil Compuesto Corto Plazo con su centro de gravedad y Propiedades geométricas de la Sección Compuesta a Corto Plazo con colaboración de la losa.





Etapa de Servicio:

Servicio

$$Ae_s := \frac{Ae}{3 \cdot n} = 0.1 m$$

$$\mathbf{Yt_s} := \frac{\mathbf{Bii} \cdot \mathbf{eii}^2 \cdot 0.5 + \mathbf{Bi} \cdot \mathbf{ei} \cdot \left(\mathbf{eii} + \mathbf{ei} \cdot 0.5\right) + \mathbf{Bw} \cdot \mathbf{ew} \cdot \left(\mathbf{eii} + \mathbf{ei} + \mathbf{Bw} \cdot 0.5\right)}{\mathbf{Bii} \cdot \mathbf{eii} + \mathbf{Bi} \cdot \mathbf{ei} + \mathbf{Bw} \cdot \mathbf{ew} + \mathbf{Bs} \cdot \mathbf{es} + \mathbf{e1} \cdot \mathbf{p} \cdot \mathbf{Ae} \cdot \mathbf{s}}$$

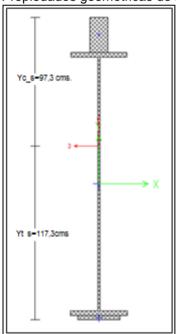
$$Yt_s := Yt_s + \frac{[Bs \cdot es \cdot (eii + ei + Bw + es \cdot 0.5) + e1_p \cdot Ae_s \cdot (eii + ei + Bw + es + e1_p \cdot 0.5)]}{(Bii \cdot eii + Bi \cdot ei + Bw \cdot ew + Bs \cdot es + e1_p \cdot Ae_s)} = 1.173 n$$

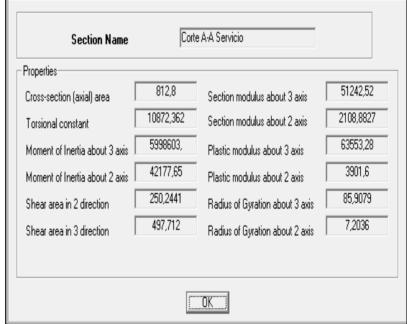
$$Yt_s = 1.173 m$$

$$Yt_s = 1.173 m$$

$$Yt_s = eii + ei + Bw + es - Yt_s + e1_p = 0.973 m$$

Figura 3.10- Izquierda Detalle Perfil Compuesto a Largo Plazo con su centro de gravedad y derecha Propiedades geométricas de la Sección Compuesta a Largo Plazo con colaboración de la losa.





A continuación se calculan los pesos propios de los distintos elementos de la superestructura y sus momentos solicitantes por carga muerta, finalizada con una tabla resumen con los momentos solicitantes.

Peso losa "Pplosa":

Pplosa :=
$$\gamma c \{ (0.2 \, \text{m ·ac}) + 2(0.1 \, \text{m} \cdot 0.4 \, \text{m}) \} = 2.2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Momento peso bsa "Mbsa"

Mlosa :=
$$\frac{\text{Pplosa} \cdot \text{Lt}^2}{8}$$
 = 356.4 tonf m

Peso viga "Pp viga"

Ppviga :=
$$\gamma a \cdot (Bs \cdot es + Bw \cdot ew + Bi \cdot ei + Bii \cdot eii) = 0.443 \cdot \frac{1}{m^2} \cdot tonf \cdot m$$

Momento viga "M viga"

$$Mviga := \frac{\left(P_{pviga} \cdot Lt^2\right)}{8} = 71.826 \cdot tonf \cdot m$$

Peso barandas "Ppbar"

Ppbar :=
$$0.15 \frac{\text{tonf}}{m}$$

Momento baranda "Mbar"

Mbar :=
$$\frac{\text{Ppbar} \cdot \text{Lt}^2}{8}$$
 = 24.3 · tonf ·m

Peso pavimento "Pppav"

Pppav :=
$$\gamma p \cdot ep \cdot ac = 0.45 \cdot \frac{tonf}{m}$$

Momento pavimento "Mpav"

$$Mpav := \frac{Pppav \cdot Lt^2}{8} = 72.9 \cdot tonf \cdot m$$

Peso pasilo "Pppas"

Pppas :=
$$\gamma c \lfloor (0.7m \cdot 0.24m) - (0.14m \cdot 0.4m) \rfloor = 0.28 \cdot \frac{tonf}{m}$$

Momento pasillo "Mpas"

Mpas :=
$$\frac{\text{Pppas} \cdot \text{Lt}^2}{8}$$
 = 45.36·tonf·m

Tabla resumen

Momento	Valor	
M Losa	356,4 tonf*m	
M Viga	71,826 tonf*m	
M Baranda	24,3 tonf*m	
M Pavimento	72,9 <u>tonf</u> *m	
M Pasillo	45,36 tonf*m	

Cuando la colocación de las vigas de un puente debe realizarse sin alzaprimas se deben distinguir 3 etapas constructivas que las vigas deben resistir para el diseño: etapa de montaje, etapa de instalaciones y etapa de servicio, de esta manera, las tensiones acumuladas no sobrepasarán la capacidad del perfil de forma tal que se cumplan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$\sigma_{sol.tracción} \le 0.55 * Fy$$
 Ecuación N°1

$$\sigma_{sol.compresión \leq 0.55*F_y*\left(\frac{X^2*Fy}{4*\pi*E}\right)}$$
 Ecuación N°2

VERIFICACION RESISTENCIA SEGÚN AASHTO ESTANDAR (ASD).

A continuación se obtendrán las tensiones de trabajo en las 3 etapas anteriormente mencionadas y comparadas con las tensiones admisibles expuestas en las ecuaciones N°1 y N°2 y se realizará la verificación a resistencia según AASHTO Estándar.

VERIFICACIÓN RESISTENCIA SEGÚN AASHTO ESTANDAR

Inercia viga sin colaboración

$$Wc := \frac{Iv}{Yc \ m} = 0.031 \cdot m^3$$

Módulo resistente compresión

$$Wt := \frac{Iv}{Yt \ m} = 0.043 \cdot m^3$$

Módulo resistente tracción

$$fy := 34000 \frac{tonf}{m^2}$$

Esfuerzo de fluencia acero

Es :=
$$21000000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Módulo elasticidad acero

ETAPA DE MONTAJE

Solicitaciones

$$L_b := 142.4 \text{cm} = 5.68 \text{ m}$$

Largo libre entre arriostramientos

$$r := \frac{Bs}{\sqrt{12}} = 11.258 \cdot cm$$

Radio de giro

$$X := \frac{L_b}{r} = 50.452$$

Razón

Tensiones de trabajo

$$\sigma ctm := \frac{Msol_m}{Wc} = 1.379 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma ttm := \frac{Msol_m}{Wt} = 1.001 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

Tensiones admisibles

$$\sigma ea := 0.55 \cdot fy \cdot \left[1 - (X)^2 \cdot \frac{fy}{4 \cdot \pi \cdot Es}\right] = 1.257 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma ta := 0.55 \cdot fy = 1.87 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

Verificación:

verificación_compresión_m := "Cumple compresión" if octm ≤ oca "No cumple compresión" otherwise

verificación compresión m = "No cumple compresión"

Rango_c_m :=
$$-\sigma$$
ctm + σ ca = $-110.729 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

verificación_tracción_m := "Cumple tracción" if \u03c4ttm \u2224 \u03c4ttm \u2224 \u2

verificación_tracción_m = "Cumple tracción"

Rango_t_m :=
$$-\sigma ttm + \sigma ta = 787.997 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Tensiones de trabajo construido sin alzaprimas

$$f_{h} = --- + \frac{M_{c}}{n * W_{ch}} + \frac{M_{i}}{n * W_{ch}}$$

$$f_{c} = \frac{M_{m}}{W_{c}} + \frac{M_{c}}{W_{cc}} + \frac{M_{i}}{W_{cc}}$$

$$f_{t} = \frac{M_{m}}{W_{t}} + \frac{M_{c}}{W_{ct}} + \frac{M_{i}}{W_{ct}}$$

Wcc =

Wch =

Wct =

n' =

Momento de camión Momento carga inerte Momento carga de montaje lv/Yc para fibra extrema comprimida lvc/Yh para fibra hormigón comprimida lvc/Yt para fibre extrema traccionada 3n

ETAPA DE INSTALACIONES

Inercia viga compuesta

$$Wc_i := \frac{Iv_i}{Yc_i} = 1.268 \times 10^5 \cdot cm^3$$

Módulo resistente compresión

$$Wt_i := \frac{Iv_i}{Yt \cdot i} = 5.514 \times 10^4 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo resistente tracción

So licitaciones :

Tensiones de trabajo:

$$\sigma cti_viga := \frac{Msol_m}{Wc} + \frac{Msol_i}{Wc_i} = 1.491 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma tti_viga := \frac{Msol_m}{Wt} + \frac{Msol_i}{Wt_i} = 1.26 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma cti_losa := \frac{Msol_i \cdot (Yc_i + el_p)}{3n \cdot Iv_i} = 51.893 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

Verificación:

verificación_compresión_i = "No cumple compresión"

Rango_c_i :=
$$-\infty$$
cti_viga + ∞ ca = $-212.749 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

verificación tracción i = "Cumple tracción"

Rango_t_i :=
$$-\sigma$$
tti_viga + σ ta = 553.454 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

verificación_compresión_ilosa := "Cumple compresión" if ⇔cti_losa ≤ 0.85-fc
"No cumple compresión" otherwise

verificación compresión ilosa = "Cumple compresión"

Rango_c1_i :=
$$-\alpha$$
cti_1osa + 0.85-fc = 144.042- $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

ETAPA DE SERVICIO

So i cita ciones Movi les

W := 18.2tonf

Peso Camión

Tv. s. - 5998603cm⁴

Ineicia viga compuesta

 $Wc_s := \frac{Iv_s}{Yc_s} = 0.062 \cdot m^3$

Módulo resistente complesión

 $Wt_s := \frac{Iv_s}{Vt_s} = 0.051 \cdot m^3$

Módulo resistente tracción

Momento cami ón

$$Cd := \frac{2.73}{2} = 1.365$$

Coeficiente de distribución

Mc := 259.73tonf-m

Mct := Mc = 259.73-tonf-m

Momento camión HS20-44 o HL 93

$$I := \frac{15.24 \, m}{Lt + 38.11 m} + 1 = 1.206$$

Momento carga móvil camión HS20 44 más impacto y coeficiente de distribución.

Momento camión HS20-44+I+Cd

$$\sigma cts_viga := \frac{Msol_m}{Wc} + \frac{Msol_i}{Wc_s} + \frac{Msol_s}{Wc_s} = 2.303 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\sigma tts_viga := \frac{Msol_m}{Wt} + \frac{Msol_i}{Wt_s} + \frac{Msol_s}{Wt_s} = 2.116 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$acts_losa := \frac{Msol_s\big(Yc_s + el_p\big)}{n \cdot Iv_s} + \frac{Msol_i \cdot \big(Yc_s + el_p\big)}{3 \cdot n \cdot Iv_s} = 968.33 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

verificación_compresión_s = "No cumple compresión"

Rango_c_s :=
$$-\sigma$$
cts_viga + σ ca = $-949.458 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

verificación_tracción_s := "Cumple tracción" if otts_viga ≤ ota "No cumple tracción" otherwise

verificación_tracción_s = "No cumple tracción"

Rango_t_s :=
$$-\sigma$$
tts_viga + σ ta = $-223.173 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

verificación_compresión_slosa := "Cumple compresión" if ⇔cts_losa ≤ 0.85 fc
"No cumple compresión" otherwise

verificación_compresión_slosa = "Cumple compresión"

Rango_c1_s :=
$$-crcts_1osa + 0.85 \cdot fc = 60.905 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Más adelante se muestra tabla resumen con las tensiones de trabajo de las distintas etapas versus las tensiones admisibles según AASHTO Estándar.

Tabla 3.4- Resumen de tensiones según ASSHTO Estándar.

Esfuerzo/Etapa	Montaje	Instalacion	Servicio	Tension admisible		
ESTUEIZO/Etapa	kgf/cm2					
Compression	1379	1491	2303	1257		
Compresion	No cumple	No cumple	No cumple	1257		
Traccion	1001	1260	2116	1970		
Iraccion	Cumple	Cumple	No cumple	1870		
Comp. Losa	Х	5	97	255		

VERIFICACION DEL DISEÑO POR FATIGAMIENTO DE VIGA DEL PUENTE LAJA SEGÚN AASHTO ESTÁNDAR (ASD).

Para evaluar el fatigamiento en las estructuras de puentes es fundamental conocer las cargas que lo solicitan, en este caso, conocer su Tránsito Diario Medio Anual (TMDA), y particularmente el tránsito de camiones sobre un carril. Para el caso del Puente Laja en Tucapel, se tiene un punto de control cercano del plan nacional de censos del año 2016 que otorga la Dirección de Vialidad, a través de su página web. A continuación se muestra mapa del punto de control e imagen resumida de los datos obtenidos:



Figura 3.11- Croquis Ubicación de Puente Laja en Tucapel.

Tabla 3.5- Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) Resumido de Buses y Camiones sobre Puente Laja.

	Transite integre		(: : : : : : : : : : : /		,		o i doine Eajai
ESTACIÓN	NOMBRE CAMINO	ROL	CAMIONES 2 EJES	CAMIONES + 2 EJES	SEMI REMOLQUES	REMOLQUES	LOCOMOCIÓN COLECTIVA
08-092-03-1	HACIA HUEPIL		160	126	140	171	230
08-092-03-2	HUEPIL	N-59-Q	593	470	622	489	311
08-092-03-3	CRUCE CANTERAS		125	272	163	251	181
Tránsito Medio Diario Anual		3948	7,41	7,33	7,81	7,69	6,1

Los datos corresponden al tránsito de camiones y buses, ya que estos son los que se consideran para el diseño al fatigamiento, aunque solo debiesen considerarse camiones que superen el peso bruto del camión HS20-44. El detalle para la obtención de los camiones y buses que solicitan un carril para el estado límite de fatigamiento es:

$$3948 * \left(\frac{7.41 + 7.33 + 7.81 + 7.69 + 6.1}{100}\right) * \frac{1}{2} \cong 718 \text{ (Camiones y buses por día)}$$

<u>VERIFICACIÓN DEL DISEÑO POR FATI GA MIENT O DE VIGA PUENT E LA JA SEGÚN A A SHT O</u> ESTANDAR

En las estructuras metálicas soldadas, es casi seguro que el proceso de rotura por fatigamient o comenzará a partir de este tipo de union, esto debido a que los procesos de soldadura dejan minúsculas discontinuidades metalúrgicas a partir de las cuales se propagan las fisuras al ser sometidas a cargas ciclicas con rangos de tensiones cercanos a la fluencia del material

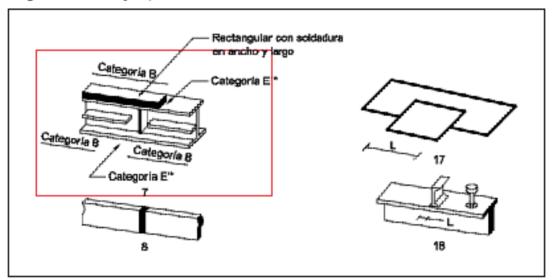
AASHTO ESTANDAR propone de acuerdo al tipo de union y sus características, (Tabla 10.3.1B) un rango de tensiones máximo en función de la cantidad de ciclos de uso que se proyecte para el puente (Tabla 10.3.1A y 10.3.2A).

Para nuestro caso contamos con 700 camiones diarios por carril, según datos obtenidos del plan nacional de censos del Ministerio de Obras Públicas. Con esto se obtiene un caso II, que debe satisfacer 500 mil ciclos de carga de camión.

TABLA 10.3.2A Ciclos de Tensiones								
Miembros Principales (Longitudinales) Cargados								
Tipo de	Caso	TMDA	Cargas de	Cargas de				
Camino		Camiones	Camión	Carrii				
Autopistas, Carreteras y Calles Mayores	I	2500 o más	2.000.000	500.000				
Autopistas y Calles Menores	II	2500 o menos	500.000	100.000				
Otras Carreteras y Calles No Incluidas en I v II	III		100.000	100.000				

Luego se selecciona el perfil que mejor representa nuestra union o sección, siendo el perfil número 7 el seleccionado, esto nos brinda una union categoría B.

Figura 10.3.1 C Ejemplos Ilustrativos



Una vez obtenidos el número de ciclos y la categoría del detalle, se puede establecer el Rango de Tensiones de Fatigamiento Admisible para estructuras no redundantes

Patrón de Cargas de Estructuras No Redundantes									
Rango de Tensiones Admisibles,Fsr (ksi)									
Categoria	Para 100.000 Ciclos	Para 600.000 Ciclos	Para 2.000.000 Ciclos	Para más de 2.000.000 Ciclos					
A	50	29	24	24					
В	39	23	16	16					
B'	31	18	11	11					
С	28	16	10	9					
D	22	13	8	5					
E	17	10	6	2,3					
E'	12	7	4	1,3					
F	12	9	7	6					

De la interseccion de detalle tipo B y 500 mil ciclos se obtiene una tensión admisible al fatigamiento de 23 ksi.

$$\sigma a_f := 23 \text{ksi} = 1.617 \times 10^7 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Rango permitido de tensión de fatigamierto.

Para obtener el rango de tensión al fatigamiento solicitante se debe realizar la sustracción de la tensión máxim a con la tensión de pesos propios de la estructura.

$$\sigma min_f := \frac{Msol_m + Msol_i}{Wt_s} = 1.094 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$
 Tensión cargas pesos propios.

Coeficiente de redurdancia.

Momento máximo camión HS20-44 con coeficiente de redundancia, impacto y distribución y sin el 20 % adicional recomendado por el Ministerio de Obas Públicas.

$$\operatorname{smax}_{f} := \operatorname{smin}_{f} + \frac{\operatorname{Mmax}}{\operatorname{Wt}_{s}} = 2.076 \times 10^{4} \cdot \frac{\operatorname{tonf}}{\operatorname{m}^{2}}$$

$$\Delta t_f := \frac{Mmax}{Wt_s} = 9.827 \times 10^3 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

Tensión de Trabajo al Fatigamiento.

Verificación:

Verificación_fat := "Cumplirá los ciclos" if
$$\sigma a_f \ge \Delta t_f$$
"No cumplirá los ciclos" otherwise

Verificación_fat = "Cumplirá los ciclos"

Rango_fat :=
$$\sigma$$
a_f - Δ t_f = 725.603 $\cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

La viga cumple con los 500 mil ciclos establecidos según su tránsito y tipo de unión según Norma AASHTO Estándar y camión HS20-44 sin el 20 % adicional recomendado por el Ministerio de obras Públicas.

VERIFICACION RESISTENCIA SEGÚN AASHTO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).

Se analizarán las 3 etapas constructivas que las vigas debe resistir para el diseño: etapa de montaje, etapa de instalaciones y etapa de servicio. Para esto se comprobarán las proporciones de la viga, capacidad de momento plástico, estado límite de resistencia y estado límite de servicio.

VERFICACIÓN DEL DISEÑO POR RESISTENCIA VIGA LAJA POR AASHTO LRFD

Verificacion de los limites de proporcion de la seccion-Zona Mb. positivo

Proporcion del alma

6.10.2.1.1 AASHTO LRFD.

Sin atiesador longitudinal

Condicion := "Cumple" if
$$\frac{Bw}{ew} \le 150$$
 = "Cumple" "No cumple" otherwise

Con attesador longitudinal

Condicion_ca := "Cumple" if
$$\frac{Bw}{ew} \le 300$$
 = "Cumple" "No cumple" otherwise

Para nuestro caso sin a tesador longitudinal si cumple la proporción del alma.

Proporcion del ala

6.10.2.2 AASHTO LRFD.

Verificación ala superior:

Condicion_AS := "Cumple" if
$$0.5 \cdot \frac{Bs}{es} \le 12 \land Bs \ge \frac{Bw}{6} \land es \ge 1.1 \cdot ew$$

"No cumple" otherwise

Condicion AS = "Cumple"

Si cumple la proporción del ala superior

$$\label{eq:Condicion_AI:=} \begin{tabular}{ll} "Cumple" & if & 0.5 - $\frac{Bii}{eii}$ $\leq 12 \ \land \ Bi \geq \frac{Bw}{6}$ $\land \ eii \geq 1.1$-ew \\ "No cumple" & otherwise \\ \end{tabular}$$

Condicion AI = "Cumple"

Si cumple la proporción del ala inferior.

Para secciones compuestas, el momento plástico, Mpl, es calculado como el primer momento de las fuerzas plásticas sobre el eje neutro plástico.

Además debe cumplir

6.10.2.2-4 AASHTO LRFD

$$I_{yc} := \frac{\left(B_s^3 \cdot e_s\right)}{12} = 1.582 \times 10^8 \cdot mm^4$$

Ineicia del ala comprimida.

$$I_{yt} := \frac{\left(Bi^3 - ei\right)}{12} = 1.707 \times 10^8 - mm^4$$

Inercia del ala tracciona da.

$$\label{eq:condiction_Inercia} \mbox{Condiction_Inercia} := \begin{tabular}{l} "Cumple" & if & 0.1 \le \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \le 10 \\ & "No cumple" & otherwise \\ \end{tabular}$$

Condicion_Inercia = "Cumple"

Si cumple la condicion de inercia.

Calculo capacidad de momento plastico-Zona mto, postivo

Ala inferior traccionada:

$$F_{vt} := fy$$

$$P_t := F_{vt} \cdot Bi \cdot ei = 435.2 \cdot tonf$$

$$P_{tt} := F_{yt}Bii \cdot eii = 326.4 \cdot tonf$$

Alma:

$$F_{yw} := fy$$

Ala superior comprimida:

$$F_{yc} := fy$$

$$P_{g} := 0.85 \text{-fc-Ae-el}_{p} = 1.23 \times 10^{3} \text{-tonf}$$

Se ubica como sigue el eje neutro plastico:

$$P_{tt} + P_t + P_w = 1.496 \times 10^3 \cdot tonf$$
 $P_c + P_s = 1.654 \times 10^3 \cdot tonf$

$$P_{tt} + P_t + P_w + P_c = 1.92 \times 10^3$$
-tonf $P_s = 1.23 \times 10^3$ -tonf

$$P_{\rm g} = 1.23 \times 10^3$$
-tonf

A continuación se determinará si la sección es compacta o no compacta, para determinar la formula a usarse para el cálculo de la capacidad a flexión de la viga.

Por lo tanto el eje neutro plástico se encuentra en la platabanda superior al igualar fuerzas y la distancia se obtiene de Tabla D6.1-1 AASHTO LRFD, caso II.

$$Y_1 := \frac{es}{2} \cdot \left(\frac{P_w + P_t + P_{tt} - P_s}{P_c} + 1 \right) = 2.604 \cdot cm$$
 Distancia eje neutro plástico desde borde inferior losa Tabla D6.1-1

Se verifica eje neutro plástico se ercuentra en la platabanda superior comprimida.

d es la distancia entre el eje neu to del elemento y el eje neu to plástico. A continuacion se obtienen las distintas distancias para la obtencion del momento plástico.

$$d_{tt} := \frac{eii}{2} + ei + Bw + es - Y_1 = 1.854 m$$

$$d_t := \frac{ei}{2} + Bw + es - Y_1 = 1.822 m$$

$$d_w := \frac{Bw}{2} + es - Y_1 = 0.906 m$$

$$d_c := \frac{es}{2} - Y_1 = -1.004 \text{ cm}$$

$$d_a := e1_p \cdot 0.5 + Y_1 = 0.151m$$

De la tabla D6.1-1 de AASHTO LRFD para caso II se obtiene el momento plástico.

$$\mathrm{Mp1} := \frac{P_{c}}{2 \cdot \mathsf{es}} \cdot \left[Y_{_} 1^{2} + \left(\mathsf{es} - Y_{_} 1 \right)^{2} \right] + \left(P_{s} \cdot \mathsf{d}_{s} + P_{w} \cdot \mathsf{d}_{w} + P_{t} \cdot \mathsf{d}_{t} + P_{tt} \cdot \mathsf{d}_{tt} \right) = 2.254 \times 10^{3} \cdot \mathsf{tonf} \cdot \mathsf{m}$$

Verificación de sección compuesta en zona de momento

. Los requisitos para ser considerada una seccion colaborante en la zona de momento positivo son los siguientes (6.10.6.2.2):

Requisito_1 := "Ok" if
$$F_{yt} \le 70 \text{ksi} \land F_{yc} \le 70 \text{ksi} = "Ok"$$
"No cumple" otherwise

Como la sección fue determinada como compacta, y es una sección colaborante en una región de momento positivo, la resistencia a la flexión se determina acorde con las provisiones en 6.10.7.1.1.

Requis_3 := "Compacta" if
$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{ew} \le 3.76 \sqrt{\frac{Es}{F_{yc}}}$$
 = "Compacta" 6.10.6.2.24

"No compacta" otherwise

Estado := "Colaborante" if Requisito_1 = "Ok"
$$\land$$
 Requisito_2 = "Ok" \land Requis_3 = "Compacta" "No colaborante" otherwise

Estado - "Colaborante"

La sección compuesta cumple con los 3 requisitos para ser considerada una sección colabo a nte.

Por lo tanto, las secciones con elementos colaborantes deben diseñarse según 6.10.7.1.1 para zonas de momento positivos.

Diseño a flexi on Estado limite de servicio Zon a de momento positivo (6.10.4)

Msce := 500.71tonf-m

Momento carga viva HL93 para 38 m etros más sobrecarga equivalente e impacto, sin 20 % adicional definido por MOP.

Momento carga móvil HL93 con impacto y coeficiente de distribución:

Msc := Msce-Cd = 683.469-tonf-m

Momento solicitante con factores de carga mayorantes.

En este estado se cheques las deformaciones permanentes (6.10.4.2)

$$R_h := 1.0$$

Factor de hibridez vioa

Para el ala superior.

$$f_{fc} := \frac{MsI}{Wc_s} = 3.531 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

Req_defc := "Ok" if
$$f_{\overline{k}} \le 0.95 \cdot R_{\overline{h}}$$
 fy = "No cumple"

"No cumple" otherwise

Para el ala inferior:

$$f_{ft} := \frac{MsI}{Wt_s} = 4.257 \times 10^4 \cdot \frac{tonf}{m^2}$$

$$\begin{array}{ll} f_1 := 0 & \text{tension de pande ol ater al} \\ \text{Req_deft} := & \text{"Ok" if } f_{ft} + f_1 \text{-} 0.5 \leq 0.95 \cdot R_{ft} \text{-} \text{fy} \\ \text{"No cumple" otherwise} \end{array}$$

Req_deft = "No cumple"

La viga debe ser verificada para las tensiones en el estado límite de servicio de la sección compuesta, el cual se detalla a continuación:

Diseño flexion- secciones compuestas en momento positivo (6.10.7.1.2).

La esistencia nominal a la flexión será una de las siguientes ecuaciones según corresponda:

$$D_t := Yc_s + Yt_s + el_p = 239.6 cm$$

Momento resistente a flexión

6.10.7.1.2

$$\begin{aligned} \text{Mn} := & \begin{bmatrix} \text{Mp1 if } D_p \leq 0.1D_t & = 2.254 \times 10^3 \cdot \text{tonf-m} \\ \\ & \begin{bmatrix} \text{Mp1} \cdot \left(1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right) \end{bmatrix} & \text{otherwise} \end{aligned}$$

En el estado límite de resistencia, la sección deberá satisfacer.

$$\label{eq:condiction6_10_7:=} \begin{tabular}{ll} $"Cumple" & if $MsI+0.33$ fi.$Wt_s \le 1.$(Mn) \\ $"No cumple" & otherwise \\ \end{tabular}$$

Condicion6 10 7 = "Cumple"

Por lo tanto la sección compuesta resiste la solicitación del camion HL93 o HS20-44 más carga de carril.

Requisitos de Ducti i dad (6.10.7.3)

Tanto secciones compactas y no compactas deben cumplir lo siguiente:Como eje plastico en la losa, Dp=Y_I

$$D_p := Y_1 = 2.604 cm$$

$$\begin{split} \text{Req_duct} := & \text{"Ok" if } D_p \leq 0.42 \cdot D_t \\ & \text{"No cumple" otherwise} \end{split}$$

Reg duct - "Ok"

Diseño a flexion-Chequeo Constructibilidad, sin colaboración de losa, 6.10.8)

A continuación se analiza á la resistencia a flexión del ala comprimida (6.10.82)

ALA SUPERIOR

Resistencia al Pandeo local (6.10.8.2.2)

Determinar el radio de esbeltez del alla como sigue:

$$F_{yr} := 0.7 \text{-fy} = 2.38 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

 $R_{b_1} := 1$

factor de alma

$$\lambda_{f} := \frac{Bs}{2 \cdot as} = 6.094$$

radio e sbeltez ala comprimi da

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 9.444$$

rabio e sbeltez li mi te para ala compacta

$$\lambda_{\text{rf}} := 0.56 \int_{\overline{F_{\text{vr}}}}^{\overline{E_8}} = 16.634$$

radio e sbeltez li mi te para al a no

La resistencia al pandeo local del ala comprimida será el estipulado en 6.10.8.2.2-3 y se muestra a continuación:

$$\begin{split} F_{nc1} := & \left[\left(R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \right) \ \, \text{if} \ \, \lambda_f \leq \lambda_{pf} \\ & \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \cdot \left(R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \right) \ \, \text{otherwise} \end{split}$$

$$F_{ncl} = 3.4 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$
 Resistencia al pandeo local ala comprimida

fbu :=
$$\frac{\text{(Mviga + Mlosa)}}{\text{Wc}} = 1.379 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

En la fase constructiva el perfil resiste el pandeo local.

Resistencia al pandeo lateral tor sional (6.10.82.3)

Para la seccion no compuesta tenemos que:

Centroide de la viga sola

$$D_{viga} := es + Bw + ei + eii = 1.896m$$

$$D_c := D_{co1a} - es = 106.632 \cdot cm$$

Profundidad del alma en compresión en el rango elástico.

$$L_{t_0} = 5.68 m$$

Largo no arrio striado

$$r_t := \frac{Bs}{\sqrt{12\left(1 + \frac{D_{C} \cdot ew}{3 \cdot Bs \cdot es}\right)}} = 0.097 \text{ m}$$

Radio efectivode giropana pandeolateral

$$L_p := r_{t'} \sqrt{\frac{Es}{fy}} = 2.415 m$$

Límite de Largo no a miost a do

$$L_f := \pi \cdot r_{t'} \sqrt{\frac{Es}{F_{yr}}} = 9.07 m$$

Límite de Largo no a miost a do

Gradiente modificador de momento

$$F_{\text{Cr}} := \frac{C_b \cdot R_b \cdot \pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = 6.069 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \qquad \text{Tensión elástica de pandeo lateral torsion al}$$

$$\begin{split} F_{ncg} := & \left[\begin{pmatrix} R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \end{pmatrix} \text{ if } L_b \leq L_p \\ & \left[\left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \left(R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \right) \cdot C_b \right] \text{ if } L_p < L_b \leq L_r \\ & F_{cr} \text{ if } F_{cr} \leq R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \\ & \left(R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} \right) \text{ otherwise} \end{split}$$

$$F_{\text{ncg}} = 2.9 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Por lo tanto domina para el pandeo el menor de los dos valores

$$F_{nc} := min(F_{nc1}, F_{ncg}) = 2.9 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$
 tensión resistente pandeo lateral torsional

$$\text{fbu} := \frac{\left(\text{Mviga} + \text{Mlosa}\right)}{\text{Wc}} = 1.379 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf} \qquad \begin{array}{c} \text{tensión solicitante carga muerta ala} \\ \text{comprimida} \end{array}$$

$$\label{eq:condicion6_10_8_2_3} \mbox{Comple" if } \mbox{fbu} + \frac{f_{1}}{3} \leq 1 \cdot \mbox{F}_{nc} \quad \mbox{= "Cumple"} \\ \mbox{"No cumple" otherwise}$$

El perfil resiste al pandeo lateral torsional en la zona analizada.

Resistencia por pandeo del alma

$$k := 9 \left(\frac{Bw}{D_c} \right)^2 = 25.645$$

$$F_{CrW} := \frac{0.9 \cdot Es \cdot k}{\left(\frac{Bw}{ew}\right)^2} = 2.154 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$

$$\begin{split} F_{CPW} := min \big(F_{CPW}, fy \big) = 2.154 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf \\ f_{fC} = 3.531 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf \end{split}$$

condición_alma :=
$$\begin{tabular}{ll} "Cumple" & if $f_{fC} \le F_{CPW}$ \\ & "No cumple" & otherwise \\ \end{tabular}$$

condición_alma = "No cumple"

Tabla 3.6- Resumen Solicitaciones.

Estado	Momento Solicitante	Tensión Admisible	Condición
Servicio	2177 tonf*m	2254 tonf*m	Cumple

VERIFICACION DEL DISEÑO POR FATIGAMIENTO DE VIGA DEL PUENTE LAJA SEGÚN AASHTO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).

<u>VERFICACIÓN DEL DISEÑO POR FATIGAMIENTO DE VIGA PUENTE LAJA SEGÚN</u> AASHTO LRFD (6.6.1.2.5)

Para conocer la capacidad resistente del perfil según AASHTO LRFD al estado límite de fatigamiento se tiene lo siguiente:

Para la combinación de carga de Fatigamiento I y vida Infinita:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \qquad 6.6.1.2.5-1$$

Para la combinación de carga de Fatigamiento II y vida

finita:

$$(\Delta F)_n = (\frac{A}{N})^{\frac{n}{3}}$$
6.6.1.2.5-2

De estas ecuaciones se obtiene un valor mínimo (ΔF)TH como capacidad resistente del perfil, expresado com o rango máximo de tensión, com o también un valor dependiente de la constante A y N que se detallan a continuación.

De la misma forma en que AASHTO ESTANDAR genera una categoría para diseño a fatigamiento, el metodo LRF DIo rescata. Para ello se utilizará la misma categoría seleccionada por el metodo AASHTO ESTANDAR (Categoría B) según indica la tabla 6.6.1.2.3-1 "Categoría s para diseño a fatigamiento inducida por las categos".

Al establecer la categoría B, se obtiene la constante A de la tabla 6.6.1.2.5-1 " Constante A según la categoría para diseño a fatigamiento".

Tabla 6.6.1.2.5-1- Constante de Categoría de Detalle, A			
Categoría Detalle Constante, A *10*8 (
A	250		
В	120		
В	61		
Ċ	44		
Ċ	44		
ם	22		
Е	11		
E'	3,9		

$$A := 120 \cdot 10^8 \text{ksi}^3 = 1.2 \times 10^{10} \cdot \text{ksi}^3$$

Constante de tabla 6.6.1.2.5-1 Por otra parte el valor "n" se obtiene de la tabla 6.6.1.2.5-2 "Ciclos por pasada de camión, n".

nn := 1

Número de ciclos por camión

Tabla 6.6.1.2.5-2- Cicios por Pasada de Camión, n					
Miembros	Longitud Tramo				
Longitudinales	212 metros. S12 metros.				
Tramo Viga					
simplemente	1	2			
apoyada					
Vigas					
Continues					
1) viga interior	1,5 2				
2) otra	1	2			

Intersectando el tipo de apoyo con la longitud del tramo nos da un número de ciclos por camión igual a 1. De esta forma se puede obtener el valorN1:

TMDA := round
$$\left(\frac{1435}{2}, 0\right) = 718$$

TMDA de camiones sobre puerte en una pista de circulación

Número de ciclos para rango del tensión.

$$\left(\frac{A}{N1}\right)^{\frac{1}{3}} = 58.491 \cdot MPa$$

Table 6.6.1.2.3-1- Categoris de Detalles de Cargas Indiscen Fatigamiento					
Desaiption	Cattegoria	Constante A (ksi^3)	Rango (AF)THksi	Punto Potencial ini dal de grieta	gempio iustrativo
Metal base con placa de refuerzo con soldadura en largos partiales	В	120*10*8	15	Desde IB superficie o discortinuidades internas en la adidadura	

Tabla 6.6.1.2.5-3- Rango de Constante Amplitud de Fatigamiento				
Categoria Detalle	Categoría Detalle Rango (ksl)			
A	24			
В	16			
B.	12			
С	10			
c'	12			
D	7			
E	4,5			
, E	2,6			

$$\Delta F_{TH} := 16 \text{ksi} = 1.125 \times 10^7 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf}$$

Rango de Tensión Admisible al Fatigamiento

Para calcular el rango de tensiones se utilizará la sección resistente de la fase de servicios como lo indica el artículo 6.6.1.2.1.

$$\sigma_{min} = rac{Mpp_{losa+viga+accesorios}}{W_{tracción}}$$
 $\sigma_{max=rac{Mpp_{losa+viga+accesorios}}{W_{tracción}} + rac{Matseño fatiga}{W_{tracción}}$

$$\sigma_{\min} := \frac{\text{Mlosa} + \text{Mviga} + \text{Mpas} + \text{Mbar} + \text{Mpav}}{\text{Wt_s}} = 1.116 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Msce := 500.71tonf-m

Momento carga viva HL93 para 38 metros más impacto

Según tabla 3.4.1-1 γ=0.75 para estado límite de fatiga, n=1 para estado límite de fatiga, según C6.6.1.2.2 y según tabla 3.6.2.1-1, IM=1.15 para estado límite de fatiga, por lo tanto se tiene:

$$M_{diseño\ fatiga} = n * \gamma * (Mmax * Im * Cd)$$

$$\neg f := 0.75$$

Factor de carga para fat gamiento.

Momento carga móvil de camión HL93 con impacto y coeficiente de distribución.

$$\sigma_{\text{max}} := \sigma_{\text{min}} + \frac{\text{Mcfat}}{\text{Wt_s}} = 2.119 \times 10^4 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$f_{\text{fif}} := \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}} = 909.352 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de Trabajo a l Fatigamiento.

Para el estado de Fatigamiento I:

$$vI := 1.5$$

$$\Delta F_{nI} := \Delta F_{TH}$$

Resistencia Nominal al Fatigamiento I

Condición_fatiga_I := | "Cumple" if
$$\gamma I \cdot f_{flf} \le \Delta F_{nI}$$
 = "No cumple" | "No cumple" otherwise

Para el estado límite de fatigamiento I no se cumple la verificación.

Para el estado de Fatigamiento II:

$$\gamma II := 0.75$$

$$\Delta F_{nII} := \left(\frac{A}{Nl}\right)^{\frac{1}{3}} = 596.439 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia Nomina I al Fatigamiento II

Condición_fatiga_II := "Cumple" if
$$\gamma II \cdot f_{fif} \le \Delta F_{nII}$$
 = "No cumple" "No cumple" otherwise

Para el estado límite de fatgamiento II no se cumple la verificación.

Tabla 3.7- Resumen Estados Fatigamiento.

Estado	Tensión Solicitante	Tensión admisible Fatigamiento	Condición
Fatigamiento I	1363 kgf/cm2	1125 kgf/cm2	No cumple
Fatigamiento II	1363 kgf/cm2	596 kgf/cm2	No cumple

FACTORES DE EVALUACION MEDIANTE NORMA AASHTO FACTORES DE EVALUACION DE RESISTENCIA Y CARGA (LRFR).

A continuación se realizarán los cálculos para la determinación de los índices de evaluación de la estructura mediante los procedimientos otorgados por la Norma AASHTO de Factores de Evaluación de Resistencia y Carga (LRFR).

DEFINICION DE EVALUACIÓN O CALIFICACIÓN DE CARGA

- La evaluación de carga es una medida de la capacidad de la carga viva y tiene dos categorías usadas comúnmente:
 - Evaluación de inventario: basado en la carga, incluyendo cargas en múltiples pistas permite utilizar el puente de forma segura por un periodo indefinido de tiempo.
 - Utiliza factores más altos de seguridad.
 - Evaluación de operación: relacionado a la carga viva máxima permitida que puede ser colocada sobre el puente incluyendo la misma carga en múltiples pistas. permitir un uso ilimitado en el nivel de calificación operativa reducirá la vida útil del puente
 - Utiliza factores más bajos de seguridad.
- Ambos métodos de evaluación –operación e inventario- deben ser calculados usando uno de los métodos especificados.
 - > Factor de Carga (LF): Factores en cargas y resistencias.
 - > Tensiones Admisibles (AS): Comportamiento lineal elástico con un factor de seguridad.
 - Factor de Carga y Resistencia (LRFR): Estados límites con factores de carga y resistencia con fiabilidad calibrada.
 - Pruebas de Carga.
 - Solo Evaluación en Terreno: Cuando no haya planos disponibles.

La ecuación general de Evaluación de Cargas es:

Factor de Evaluación:

$$R.F = \frac{\emptyset * R_n - \gamma_D * D_n}{\gamma_L * L_n}$$

La Evaluación de carga consiste en:

- la determinación de la capacidad de carga viva soportante de un puente nuevo o existente.
- Se realiza cuando la calificación de la condición del puente, como se observa en los informes de inspección, muestra un mayor deterioro.
- Son necesarios para todos los puentes nuevos y para reemplazo, y para todas las rehabilitaciones estructurales y reparaciones.
- Los indicadores generalmente se determinan mediante métodos analíticos basados en la información de los planos de puentes complementados por la información de la inspección o prueba de campo.
- Los resultados de los indicadores se utilizan para determinar las necesidades de refuerzo de miembros, restricción de carga o si se debe cerrar una estructura.
- Los resultados de los indicadores de carga también se utilizan para ayudar en la revisión de permisos de sobrecarga en puentes y para aplicaciones de gestión de puentes.

Los resultados de los indicadores se pueden presentar de dos maneras:

- > Factores de Evaluación (RF): Si RF<1.0 el puente no es satisfactorio.
- Tonelaje de la configuración especifica del camión (RT): cuando el tonelaje es más bajo que el peso para la configuración del camión, entonces el puente no es satisfactorio.

RT= RF x Peso en toneladas del camión de evaluación

A continuación se calcularán los indicadores de Carga para el Puente Laja en Tucapel según se indica en Norma ASSHTO factores de evaluación de resistencia y carga (LRFR), tanto para el nivel de inventario como para el de operaciones para los estados límites de Resistencia y Servicio.

ECUACIÓN GENERAL DE EVALUACIÓN DE CARGAS

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)}$$

Eq . 6A.42.1.-1 Manual for bridge evaluation de AASHTO.

C = Capacidad resistente

elemento

P = Caroas permanentes

Evaluación de

Factores

Estado Límite de

Resistencia

1. Factor de Resistencia,

LRFD Diseño 6.5.4.2

φ

φ=1.0 para flexión.

2. Factor de Condición, o c

AASHTO MBE

φ σ=0.95 Miem broestá sin recubrimiento de pintura.

Tabla 6A.4.2.3-1- Factor de Condición:cpc			
Condición del Miembro Estructural φα			
Bueno o Satisfactorio	1		
Condición Media	0,95		
Pobre	0,85		

 Factor de Sistema, φs φs=0.85 Miem bros soldados con dos vigas. AASHTO MBE

Tabla 6A.4.2.4-1- Factor de Sistema:ps para flexión y corte			
Tipo Superestructura	φs		
Miembros en 2 Vigas Soldadas	0,85		
Miembros en 2 Vigas Remachadas	0,9		
Multiples Ojales en Puentes Metálicos	0,9		
Puentes de 3 Vigas espaciadas 1,8 m.	0,85		
Puentes de 4 Vigas espaciadas menos 1,2 m.	0,95		

Evaluación Cargas de Diseño

Los Indices de evaluacion se cargas consiste en el cuociente de la reducción de la resistencia menos las cargas muertas y la mayoración de las cargas.

Para esto se debe obtener la capacidad resistente mediante la tensión en el ala traccionada fr

Momento flectante causa do por cargas permanentes factorizadas aplicadas antes que el concreto endurez ca o colabore.

Momento flectante causa do por cargas permanentes factorizadas aplicadas despues que el concreto endurez ca o colabore.

Para el ala

inferior:

Momento flectante adicional que debe ser aplicado en la sección compuesta a corto plazo en ambas alas de la viga.

$$M_{AD1} := \left[fy - \left(\frac{M_{D1}}{S_{ncb}} + \frac{M_{D2}}{S_{1tb}} \right) \right] \cdot S_{stb} = 960.797 \cdot tonf \cdot m$$

$$M_{ybot} := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD1} = 1.693 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

Para el ala superior.

$$S_{tet} := Wc_s$$

$$M_{AD2} := \left[fy - \left(\frac{M_{D1}}{S_{nct}} + \frac{M_{D2}}{S_{1tt}} \right) \right] S_{stt} = 1.607 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

$$M_{ytop} := M_{D1} + M_{D2} + M_{AD2} = 2.338 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

Estado límite de resistencia I: combinaciones básicas de cargas relacionadas al uso normal vehicular y/o de viento sobre el puente.

Luego El momento de fluencia es el menor de ambos valores:

$$M_y := min(M_{ybot}, M_{ytop}) = 1.693 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

Por lo tanto el momento nominal resistente es:

$$R_h := 1.0$$

Factor de hibridez viga

$$M_{ny} := 1.3 \cdot R_{h} \cdot M_{y} = 2.2 \times 10^{3} \cdot tonf \cdot m$$

Por lo tanto Mn es:

$$M_n := min(Mp1, M_{ny}) = 2.2 \times 10^3 \cdot tonf-m$$

$$\varphi_f:=1$$

$$M_r := \phi_f \cdot M_n = 2.2 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

Resistencia nominala flexión

Estado límite de Resistencia I

$$\varphi := 1$$

$$\varphi_c := 0.95$$

$$\varphi_s := 0.85$$

$$f_r := (\varphi_c)(\varphi_s)(\varphi) \cdot Rn = 1.777 \times 10^3 \cdot tonf \cdot m$$

$$RF = \frac{(\varphi)(\varphi c)(\varphi s)Rn - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_L)(LL + lM)}$$

Los factores de carga se presentan en la tabla a continuación del Manual of Bridge Inspection (MBE):

Tabla 6A.4.2.2-1-Estados Límites y Factores de Carga para Evaluación de Cargas						
Tipo de Puente	Fetado Límito	Carga Muerta	Carga Muerta Carga Muerta		Cargas de Diseño	
ripo de Puente	Estado Limite	γDC	7/DW	γLL	γLL	
	Resistencia i	1,25	1,5	1,75	1,35	
Acero	Resistencia II	1,25	1,5	х	x	
MLEIU	Servicio II	1	1	1,3	1	
	Fatigamiento	0	0	0,8	x	
Concreto	Resistencia i	1,25	1,5	1,75	1,35	
Reforzado	Resistencia II	1,25	1,5	x	x	
Keloizado	Servicio I	1	1	Х	Х	
	Resistencia I	1,25	1,5	1,75	1,35	
Concreto pre	Resistencia II	1,25	1,5	Х	Х	
esforzado	Servicio III	1	1	Tabla	х	
	00171010111	_	_	6A.4.2.2-2	^	
	Servicio I	1	1	х	Х	
Madera	Resistencia I	1,25	1,5	1,75	1,35	
iviaueia	Resistencia II	1,25	1,5	х	х	

Nivel de Inventario

Factores de Carga

 $\gamma_{DC} := 1.25$

Factor de carga muerta

7DW := 1.50

Factor de carga pavimento

 $\gamma_{\rm LL} := 1.75$

Factor de carga viva

 $M_{DC} := Mlosa + Mviga + Mpas + Mbar$

M_{DW} := Mpav

 $M_{L,L,TM} := Msce$

Factor de Evaluación nivel de inventario

$$RF := \frac{\left(\varphi \cdot \varphi_{C} \cdot \varphi_{S} \cdot Rn - \gamma_{DC} \cdot M_{DC} - \gamma_{DW} \cdot M_{DW}\right)}{\gamma_{LL} \cdot M_{LLIM}} = 1.193$$

Estado límite de servicio II: para controlar la fluencia en estructuras de acero y deslizamientos en conexiones críticas debido a la carga viva vehicular.

Nivel Operativo

$$\gamma_{\rm L,L} := 1.35$$
 Factor de carga viva

$$RF := \frac{\left(\varphi \cdot \varphi_{C} \cdot \varphi_{S} \cdot Rn - \gamma_{DC} \cdot M_{DC} - \gamma_{DW} \cdot M_{DW}\right)}{\gamma_{LL} \cdot M_{LLIM}} = 1.546$$

Estado límite de Servicio II

Capacidad C es igual a fr=0.95 Rh*Fy

Ni vel de Inventario

$$f_r := 0.95 \cdot 1.0 \text{ fy} = 3.23 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$f_{DC} := \frac{M_{D1}}{Wt_s} + \frac{M_{D2}}{Wt} = 1.484 \times 10^4 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$

$$f_{LLIM} := \frac{M_{LLIM}}{Wt_i} = 9.081 \times 10^3 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$

$$f_{DW} := \frac{M_{DW}}{Wt_s} = 1.426 \times 10^3 \frac{1}{m^2} \cdot tonf$$

$$RF := \frac{\left(\frac{f_{T} - \gamma_{DC} \cdot f_{DC} - \gamma_{DW} \cdot f_{DW}\right)}{\gamma_{LL} \cdot f_{LLIM}} = 1.358$$

Nivel de Operación

$$\gamma_{DC} := 1.0$$

Factor de carga muerta

$$\gamma_{\rm DW} := 1.0$$

Factor de carga pay imento

$$\gamma_{T,T} := 1.0$$

Factor de carga viva

$$RF := \frac{\left(f_{r} - \gamma_{DC} \cdot f_{DC} - \gamma_{DW} \cdot f_{DW}\right)}{\gamma_{LL} \cdot f_{LLIM}} = 1.765$$

Estado límite de Fatgamiento

Capacidad C es igual f =(∆F)TH

$$f_r := \Delta F_{TH}$$

Tensión resistente al fatigamiento

$$\gamma_{DC} := 0$$

Factor de carga muerta

$$\gamma_{\rm DW} := 0$$

Factor de carga pavimento

$$\gamma_{T,T} := 0.8$$

Factor de carga viva

$$f_{LLIM} := 2.0 \cdot f_{LLIM} = 1.816 \times 10^4 \cdot \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$RF := \frac{(f_f - \gamma_{DC} f_{DC} - \gamma_{DW} f_{DW})}{\gamma_{LL} f_{LLIM}} = 0.853$$

All obtener un ivalor infeiror a 1, se puede calcular su vid a remanente.

$$R_R := 1.3$$

Tabla 7.2.5.2-1 MBE LRFR

A continuación se muestran los índices obtenidos para los estados límites de Resistencia I y Servicio II:

Tabla 3.8- Resumen indicadores de carga.

Estado Limite/Nivel	Inventario	Operación
Resistencia I	1.19	1.36
Servicio II	1.55	1.76

Los indicadores para los estados límites analizados son superiores a 1 en ambos niveles de evaluación, por lo cual resultan satisfactorios según la norma LRFR.

Estado límite de fatigamiento: combinación de carga de fatigamiento y fractura relacionada con la vida de fatigamiento inducida por las cargas.

El detalle de la sección central del perfil analizada no posee vida infinita al fatigamiento al obtener un indicador de 0.866 para los estándares de puentes nuevos en la norma ASSHTO LRFD.

Al obtenerse un indicador de evaluación al fatigamiento inferior a 1 (0.866), se puede obtener la vida remanente al fatigamiento de la sección analizada. La vida remanente se puede obtener mediante la ecuación 7.2.5.1 del Manual for Bridge Evaluation (MBE).

A continuación se enuncia en ecuación 3.1.

$$Y = \frac{R_r * A}{365 * n * (TMDA)_{cam} * \Delta f^3}$$
 Ecuación 3.1

Tabla 7.2.5.1-1- Factor de Resistencia, Rr				
Detalle	Rr			
Categoría			-	
	Vida	Evaluación	Evaluación	Vida
	Minima	1 Vida	2 Vidas	Significativa
A	1	1,5	2,2	2,9
В	1	1,3	1,7	2
B'	1	1,3	1,6	1,9
С	1	1,3	1,7	2,1
C'	1	1,3	1,7	2,1
D	1	1,3	1,7	2
E	1	1,2	1,4	1,6
E'	1	1,2	1,6	1,9

$$\Delta f_{effec} := \frac{f_{LLIM}}{2} = 11.717 \text{-ksi}$$

Cálculos de la vida remanente de fatigamiento

Determinación vida finita

$$Y := \frac{R_R \cdot \frac{A}{ksi^3}}{365 \cdot nn \cdot TMDA \cdot \left(\frac{\Delta f_{effec}}{ksi}\right)^3} = 37.006$$
 eq .7.2.5.1 MBE

El puente está en uso desde el año 1982, cabe decir 35 años al momento de su falla en el año 2017 y el cálculo estimativo de la vida finita del Puente Laja mediante ecuación 7.2.5.1 del manual of Bridge Inspection (MBE) de AASHTO nos entrega un valor 37 años de vida remanente de fatigamiento.

Cuando la vida de fatigamiento remanente es inaceptable, las estrategias para mejorar el fatigamiento remanente incluyen la aceptación de un mayor riesgo, una evaluación refinada a través de datos más precisos o su actualización.

4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Para determinar el efecto del fatigamiento en superestructuras de puentes el conocer el tránsito que los solicita es fundamental, en particular el paso de camiones sobre un carril y el tipo de unión del sector a analizar.

En esta tesis se desarrolla la verificación por resistencia y fatigamiento mediante ambos métodos permitidos por la norma ASSHTO (Estándar y LRFD) de la sección central de una de las vigas del puente Laja en Tucapel, tomando como hipótesis la falla de la viga por efectos del fatigamiento acumulado. Luego se continua con los cálculos de los índices de Evaluación y de vida remanente da la estructura (miembro analizado) que se proporcionan en la norma ASSHTO LRFR y Manual for Bridge Evaluation (MBE).

La norma AASHTO Estándar permite seleccionar la cantidad de ciclos de tensiones, según el transito medio diario anual (TMDA) de camiones sobre un carril que solicitan la estructura y los ciclos de camión deseados, estos varían entre 2 millones de ciclos, 500 mil ciclos y 100 mil ciclos –Tabla 10.3.2A-. Mientras que la norma LRFD utiliza el tránsito para el estado límite de fatigamiento II y vida finita y exige a todas las estructuras que cumplan para 2 millones de ciclos sin diferenciación por tránsito, para la obtención del rango de tensiones admisible.

El rango de tensiones admisible otorgado por cada versión de la norma se diferencia en que la norma Estándar las clasifica según el número de ciclos admisibles - 2 millones de ciclos, 500 mil ciclos y 100 mil ciclos - para la estructura de puente y la cantidad de vigas que soportan la superestructura, mediante las categorías de estructuras redundantes y no redundantes, tabla 10.3.1A. Mientras que la norma LRFD solo otorga el rango de tensiones admisibles para estructuras que cumplan con 2 millones de ciclos, Tabla 6.6.1.2.5-3. Debido a esta diferenciación es que se puede explicar que para la norma estándar cumpla con el estado límite de fatigamiento y en cambio para la norma LRFD no sea así, ya que esta es más exigente con sus estructuras, al exigir para todas ellas dos millones de ciclos.

La norma LRFD también categoriza los ciclos que consume una pasada de camión según el largo del tramo y la tipología de los miembros longitudinales, tabla 6.6.1.2.5-2, ya que los tramos de menos luz consumen más ciclos que los de mayor luz.

Según el análisis de resistencia desarrollado en esta tesis para las vigas del puente, varía el resultado para el análisis de resistencia a flexión, por ambos métodos para carga móvil del camión HS20-44 sin ni siquiera el 20 % adicional estipulado por MOP como recomendación de diseño. Sin embargo para la norma LRFD el perfil no cumple para el pandeo del alma, por lo cual no sería adecuado.

Versión	Resisten	Fatigamiento	
Norma	Condición	Condición	
ASD	No cumple	Servicio	Cumple
LRFD	Cumple	<u>'</u>	

Se desprende también de dicho estudio de resistencia el análisis de fatigamiento del puente Laja. En el caso Estándar encontramos que se cumplen los 500.000 ciclos estimados por el tránsito de la estructura; en cambio para la norma LRFD no se cumplen los 2 millones de ciclos que esta versión exige como se mencionó anteriormente.

Es así que desarrollados y analizados los cálculos tanto de resistencia a la flexión como del fatigamiento de la sección estudiada, se comprueba la hipótesis de una falla por fatigamiento en la sección traccionada de la viga longitudinal por la versión de la norma LRFD, lo cual es concordante con este tipo de falla (grieta), ya que la mayoría de las grietas en miembros (vigas) de acero ocurren en zonas de tracción, generalmente en una falla o defecto en el material base. Para la norma estándar aprueba, pero debido a la baja cantidad de ciclos que solicita para la verificación, pero si consideráramos los dos millones de ciclos esta fallaría.

La falla en el Puente Laja ocurrió en el centro del tramo cercana a la zona de momento máximo positivo. Frecuentemente la grieta es resultado del fatigamiento cerca de una soldadura, una falla de material, cambios en la sección transversal o combinaciones de estas. Después del agrietamiento, la falla del miembro crítico puede ser repentina y llevar al colapso del puente.

Sin embargo la falla de la viga se puede atribuir a una mezcla de factores, ya que la sección analizada no soporta la carga móvil del camión HS20-44, sin considerar los aumentos de estas cargas a través del tiempo hasta el momento del colapso de la estructura o la falta de mantenimiento.

El fatigamiento analizado desde la visión de la norma AASHTO LRFR nos indica que su factor de evaluación para una vida útil de la estructura es de 0.866, que al ser menor a 1, se puede obtener su vida remanente estimativa para el estado de fatigamiento. Siguiendo la estimación de la vida remanente mediante la ecuación 7.2.5.1 del M.B.E., nos otorga el valor de 38,6 años de vida finita por fatigamiento, lo cual es concordante con el momento de la falla de la estructura en el año 2017 con 35 años de servicio.

Las estructuras de puentes deben diseñarse redundantes, por lo cual no es recomendable la práctica de diseñar estructuras de 2 o 3 vigas (sobre todo metálicas), las cuales la norma AASHTO LRFD las considera del tipo críticas, ya que cuando falla uno de los miembros longitudinales principales se ve comprometida toda la superestructura. Al diseñarse bidireccionales y de tan solo 2 vigas se debe emplear una distancia de entre vigas amplia, para poder cumplir con los anchos de calzada, por lo cual se incorpora un coeficiente de distribución alto,

lo que puede incrementar la carga móvil en 1.4 veces, como es el caso del puente Laja en Tucapel que cuenta con una distancia entre vigas de 5.5 metros.
Laja en Tucapel que cuenta con una distancia entre vigas de 5.5 metros.